

APLIKACE TEORIE OPTIMALIZOVANÉHO NÁVRHU VÝZTUŽE NA ŽELEZOBETONOVÉ PRUTOVÉ KONSTRUKCE

APPLICATION OF OPTIMISATION THEORY OF REINFORCEMENT
DESIGN IN FRAME CONCRETE STRUCTURES

PETR ŠTĚPÁNEK, IVANA LANÍKOVÁ

Příspěvek navazuje na [2], ve kterém byla popsána teorie optimalizovaného návrhu výztuže rovinné rámové železobetonové konstrukce při dodržení podmínek spolehlivosti podle normy [1].

This contribution describes the application of the theoretical solution of optimisation of reinforcement design in RC frame structures (see [2]). The optimisation is formulated as searching for minimum volume of longitudinal reinforcement designed for the whole load bearing structure. On the basis of the theory described in [2] the computer program OPTIM has been set up.

Two examples of the solution (continuous beam and frame structure) are presented. Some influences of input parameters) type of reinforcement, minimal and maximal cross sectional areas of reinforcement, location of cross sections with checking the limit states) on the results of optimum design of reinforcement are demonstrated.

Úvod

Vzhledem k nedostatku přesných vstupních údajů je optimalizační úloha formulována jako minimalizace objemu podélné výztuže do konstrukce navržené. Množina přípustných řešení je definována omezeními vyplývajícími z požadavku splnění podmínek rovnováhy řešené konstrukce z hlediska stavební mechaniky a z podmínek spolehlivosti vyplývajících z:

- mezního stavu únosnosti při namáhání normálovou silou a ohybovým momentem,
- předepsaného limitního vyztužení (konstrukční zásady vyztužení řešené konstrukce),
- požadavku splnění minimálních a maximálních stupňů vyztužení,
- požadavků vyplývajících z druhé skupiny mezních stavů podle normy [1],
- uživatelem předepsaných průřezů řešené konstrukce.

Příklady uvedené v tomto příspěvku slouží pro dokumentování správnosti teorie popsané v příspěvku [1], nelze z nich provádět žádné zásadní zobecnění. Jedná se pouze o výsledky řešení konkrétních úloh s konkrétním zadáním. Rozsah příkladů, které jsou v textu popsány má za cíl dokumentovat některé vlivy (např. fyzikální nelinearitu, geometrickou nelinearitu, velikost kritéria povoleného průhybu, současné či samostatné řešení více zatěžovacích stavů) na nalezené optimální řešení.

ŘEŠENÉ PŘÍKLADY

Spojité nosník

Programem sestaveným na základě odvozené teorie byl řešen spojitý nosník o třech polích podle obr. 1

z betonu třídy B20 a oceli 10 425. Délky polí jsou postupně 5,0 m – 6,0 m – 5,0 m.

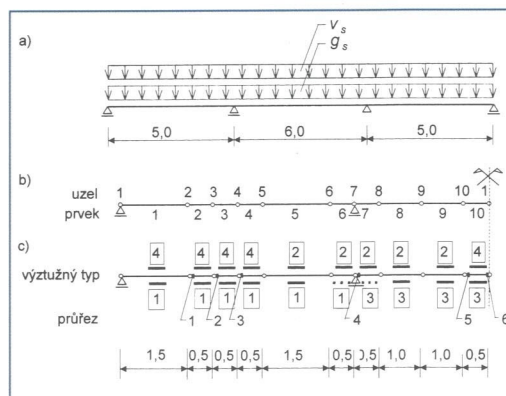
Nosník je konstantního obdélníkového průřezu o výšce $h = 0,6$ m a šířce $b = 0,3$ m.

Je zatížen rovnoměrným spojitým zatížením:

- stálým $g_s = 40 \text{ kNm}^{-1}$, $\gamma_f = 1,15$,
- nahodilým $v_s = 30 \text{ kNm}^{-1}$, $\gamma_f = 1,3$.

Symbol γ_f je součinitel zatížení. Jsou uvažovány tři zatěžovací stavy, ve kterých kromě stálého zatížení působí v:

- ZS1: zatížení nahodilé po celé délce nosníku,
- ZS2: zatížení nahodilé v obou krajních polích,
- ZS3: zatížení nahodilé pouze ve středním poli.



Obr. 1 Schéma řešeného nosníku, diskretizace konstrukce
Fig. 1 Scheme of solved beam, discretization of structure

Vzhledem k symetrii zatížení i konstrukce jako celku je pro snížení nároků na paměť a zkrácení výpočtových časů řešena pouze polovina konstrukce, která je rozdělena na 10 konečných prvků a 11 uzlů podle obr. 1.

Na konstrukci jsou předpokládány 4 typy výztužných vrstev $A_{s,1}$ až $A_{s,4}$. Teoretické krytí všech výztužných vrstev je uvažováno 0,05 m. Výztužné vrstvy prvků a jejich vztah k výztužným typům vrstev konstrukce je znázorněn na obr. 1. Výztužné vrstvy uložené při dolním povrchu (č. 1 a 3) zabiňají až za líc podpory. Do tuhosti prvků 6 a 7 však zahruty nejsou, aby jejich plocha nebyla započítána do únosnosti podpůrného průřezu č. 4 a aby nebyla i tato výztuž optimalizována v rámci výpočtu. Plocha výztužné vrstvy $A_{s,4}$ není zadána jako variabilní (tj. jako plocha podléhající optimalizaci). Tato výztuž je myšlená jako výztuž konstrukční o ploše $A_{s,min,4} = A_{s,max,4} = 157,00 \text{ mm}^2$. Je požadováno splnění mezního stavu únosnosti v šesti zadaných průřezích. Jejich poloha je znázorněna

na obr. 1. Splnění minimálního stupně vyztužení tažené výztuže v zadaných průřezech je zajištěno minimální přípustnou plochou výztužných vrstev $A_{s,min,i} = 144,00 \text{ mm}^2$ pro $i = 1,2,3$ ($\mu_{st,min} = 0,0008$). Vztažná osa prochází těžištěm betonového průřezu. Pro možnost srovnání výsledků optimalizačního algoritmu jsou v tab. 1 uvedeny rozhodující momenty pro všechny tři zatěžovací stavy řešené geometricky lineárně za předpokladu lineárně pružného chování betonu (bez započtení vlivu výztuže na tuhost průřezu). Číslo v závorce je číslo průřezu, ve kterém v daném poli bylo dosaženo maximální hodnoty ohybového momentu.

Spojitý nosník byl řešen za předpokladu geometricky a fyzikálně nelineárního chování pro každý zatěžovací stav samostatně (některé výsledné veličiny jsou uvedeny v tab. 2) a pro všechny zatěžovací stavy současně v rámci jedné optimalizační úlohy (tab. 3). V následujících tabulkách číslo v závorce za hodnotou momentu značí číslo průřezu, ve kterém bylo dosaženo rozhodujícího účinku z hlediska mezního stavu únosnosti; číslo v závorce za hodnotou průhybu je číslo uzlu, ve kterém bylo dosaženo maximální hodnoty průhybu. Poměrná přetvoření $\epsilon_{horní}$ a $\epsilon_{dolní}$ jsou uvedena v případě tlaku (znaménko $-$) v úrovni krajních vláken betonu a v případě tahu (znaménko $+$) v úrovni těžiště krajní vrstvy výztuže. Mezní průhyby obou polí byly zadány pomocí hodnoty $\bar{\omega}_{lim} = \omega_{lim}/(1+\varphi) = 20 \text{ mm}$ předepsané v uzlech č. 3, 4 a 11 podle obr. 1. Z výsledků je zřejmé, že omezující podmínky vyplývající z mezního stavu přetvoření při optimalizaci nerozhodovaly. Mezní hodnoty průhybu v obou polích nebylo dosaženo v žádném ze zatěžovacích stavů a o spolehlivosti konstrukce rozhodovalo dosažení poměrných výpočtových mezních přetvoření betonu a výztuže v některých zadaných průřezích (obr. 1).

Pokud bychom sestavili vektor průřezových ploch výztužných typů vrstev A_s^m , který by obsahoval maximální plochy každé výztužné vrstvy ze samostatného řešení jednotlivých zatěžovacích stavů, tj. kdybychom vytvořili „obalovou plochu výztuží“ dle výsledků tab. 2 ve tvaru:

$$A_{s_j}^m = \max \{A_{s_j}^{ZS1}, A_{s_j}^{ZS2}, A_{s_j}^{ZS3}\} \Rightarrow A_s^m = \{888,18; 1823,75; 629,54; 157,00\}^T \text{mm}^2,$$

pak by objem výztuže v konstrukci pro tento vektor průřezových ploch byl $1,5086 \times 10^2 \text{ m}^3$, což je větší než objem výztuže $1,4542 \times 10^2 \text{ m}^3$ pro případ současného řešení všech tří zatěžovacích stavů. Ale konstrukce vyztužená tímto vektorem průřezových ploch A_s^m nevyhoví z hlediska mezního stavu únosnosti. Vlivem jiného poměru tuhostí jednotlivých prvků dojde k přerozdělení vnitřních sil v konstrukci a v zatěžovacím stavu ZS3 uprostřed vnitřního pole dojde k překročení mezního poměrného přetvoření výztuže $\epsilon_s = 18,973 \times 10^{-3}$ a betonu $\epsilon_b = -2,647 \times 10^{-3}$. (Moment v tomto průřezu od zatížení je $122,09 \text{ kNm}$). Stejná úloha byla řešena

Tab. 1 Ohybový moment při geometricky a fyzikálně lineárním řešení spojitěho nosníku
Tab. 1 Bending moment at geometrically and physically linear solution of continuous beam

Zat. stav	Veličina	Krajní pole	Vnitřní podpora	Vnitřní pole
ZS1	moment [kNm]	151,48 (2)	- 258,80 (4)	123,71 (6)
ZS2		181,57 (2)	- 183,58 (4)	23,42 (6)
ZS3		56,17 (1)	- 215,27 (4)	167,24 (6)

Tab. 2 Některé veličiny geometricky a fyzikálně nelineárního řešení jednotlivých zatěžovacích stavů

Tab. 2 Some computed quantities at geometrically and physically non-linear solving of individual loading states

Zat. stav	Veličina	Krajní pole	Vnitřní podpora	Vnitřní pole
ZS1	objem výztuže [m ³]	$1,3651 \times 10^{-2}$		
	A_{s_j} [mm ²]	699,27	1823,75	466,01
	moment [kNm]	131,80 (2)	- 308,17 (4)	74,44 (6)
	$\epsilon_{horní}$ [‰]	- 0,513	3,845	- 0,336
	$\epsilon_{dolní}$ [‰]	1,768	- 2,500	1,476
	průhyb [mm]	6,13 (3)	-	4,25 (11)
ZS2	objem výztuže [m ³]	$1,0830 \cdot 10^{-2}$		
	A_{s_j} [mm ²]	888,18	1201,61	144,00
	moment [kNm]	167,75 (2)	- 218,32 (4)	-17,00 (5)
	$\epsilon_{horní}$ [‰]	- 1,120	7,129	0,975
	$\epsilon_{dolní}$ [‰]	4,437	- 2,500	-0,125
	průhyb [mm]	7,88 (4)	-	-0,55 (11)
ZS3	objem výztuže [m ³]	$1,0180 \cdot 10^{-2}$		
	A_{s_j} [mm ²]	213,50	1483,28	629,54
	moment [kNm]	42,50 (1)	- 260,96 (4)	121,66 (6)
	$\epsilon_{horní}$ [‰]	- 0,348	5,301	-0,820
	$\epsilon_{dolní}$ [‰]	3,072	- 2,500	4,314
	průhyb [mm]	4,17 (4)	-	7,44 (11)

Tab. 3 Některé veličiny geometricky a fyzikálně nelineárního řešení všech tří zatěžovacích stavů současně

Tab. 3 Some computed quantities at common geometrically and physically linear solving of three loading states

Zat. stav	Veličina	Krajní pole	Střední podpora	Střední pole
ZS1	objem výztuže [m ³]	$1,4542 \cdot 10^{-2}$		
	A_{s_j} [mm ²]	857,18	1720,39	654,86
	moment [kNm]	137,76 (2)	- 293,27 (4)	89,34 (6)
	$\epsilon_{horní}$ [‰]	- 0,491	1,783	- 0,350
	$\epsilon_{dolní}$ [‰]	1,518	- 1,239	1,274
	průhyb [mm]	5,50 (3)	-	4,18 (11)
ZS2	moment [kNm]	161,80 (2)	- 233,17 (4)	- 31,87 (5)
	$\epsilon_{horní}$ [‰]	- 0,779	1,358	4,664
	$\epsilon_{dolní}$ [‰]	2,730	- 0,761	- 0,393
	průhyb [mm]	7,84 (3)	-	- 2,07 (11)
ZS3	moment [kNm]	43,97 (1)	- 256,02 (4)	126,59 (6)
	$\epsilon_{horní}$ [‰]	- 0,155	1,513	- 1,529
	$\epsilon_{dolní}$ [‰]	0,483	- 0,912	9,430
	průhyb [mm]	0,93 (3)	-	8,24 (11)

jako geometricky lineární. Samozřejmě byla uvažována fyzikální nelinearita úlohy, která vyplývá z nelinearity pracovních diagramů betonu a oceli. Výsledky řešení pro každý zatěžovací stav samostatně jsou uvedeny v tab. 4

